

# AVALIAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE ESTRUTURAS

Humberto Varum

Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil  
Campus Universitário de Santiago, 3810-193 Aveiro, Portugal  
Tel. +351-91-9369393 - Fax +351-234-370094  
e-mail: hvarum@civil.ua.pt

## RESUMO

Devido à tardia introdução da acção sísmica nos regulamentos de dimensionamento estrutural, muitas estruturas existentes são potencialmente vulneráveis aos sismos. De facto, a análise do efeito sobre as estruturas de sismos recentemente ocorridos, em todo o mundo, têm evidenciado a elevada vulnerabilidade deste tipo de estruturas. Assim, a investigação na engenharia sísmica deve ser direccionada no sentido do desenvolvimento de metodologias para a avaliação da vulnerabilidade das construções existentes, desprovidas de adequadas características resistentes. O seu reforço deve ser realizado, reduzindo a sua vulnerabilidade, e consequentemente o risco, para níveis aceitáveis. O desenvolvimento de técnicas de reforço adequadas para este tipo de estruturas deve assumir-se também como uma prioridade. Neste artigo são descritas as causas mais frequentes de dano e colapso de edifícios existentes de betão armado quando sujeitos aos sismos. São brevemente enumeradas técnicas de reparação, reabilitação e reforço que podem ser adoptadas para este tipo de estruturas, destacando-se, para cada solução, as principais vantagens e limitações. Finalmente, são sumariamente apresentados os resultados mais relevantes de uma série de ensaios realizados sobre estruturas à escala real, para estudar a vulnerabilidade e o desempenho de estruturas existentes de betão armado quando sujeitas a solicitações cíclicas, por um lado, e por outro lado avaliar a eficiência de algumas soluções de reabilitação apresentadas.

## 1. ENQUADRAMENTO

Sismos recentes ocorridos na Europa (Bucarest, Roménia, 1977; Montenegro, Jugoslávia, 1979; Açores, Portugal, 1980, 1998; Campania, Itália, 1980; Kalamata, Grécia, 1986; Umbria/Marche, Itália, 1997; Kocaeli, Turquia, 1999; Atenas, Grécia, 1999; Molise, Itália, 2002, entre outros) confirmam que muitas cidades, por todo o mundo, poderão sofrer em futuros eventos perdas económicas significativas e um elevado número de vítimas, devido à vulnerabilidade estrutural associada ao parque edificado em betão armado.

A grande maioria dos edifícios construídos até aos anos 80 em zonas de perigosidade sísmica moderada/alta na Europa tem associado uma deficiente capacidade sísmica. De facto, até à década de 60, a regulamentação estrutural não refere qualquer critério específico de dimensionamento sísmico. Desde então, e apenas para alguns edifícios de maior envergadura, foram empregues no dimensionamento de edifícios metodologias simplificadas na consideração da acção sísmica, com recurso a cargas horizontais equivalentes. Em Portugal, tal como na maioria dos países no resto do mundo, a primeira norma que contempla o cálculo sísmico, bem como a concepção e pormenorização estrutural, na linha da actual filosofia de análise sísmica surge no início dos anos 80 (por exemplo: [28]).

Por outro lado, a experiência mundial em sismos recentes tem demonstrado que os edifícios de betão armado não dimensionados ao sismo e com pormenorização deficiente constituem uma das tipologias estruturais mais vulneráveis, representando assim um enorme potencial risco económico e para as vidas humanas em sismos futuros.

Além disto, as estruturas de betão armado têm sido a opção mais adoptada na construção de edifícios nos países do Sul da Europa. Por exemplo, um estudo recente [17] sobre o parque residencial construído em Portugal revela a predominância dos edifícios de betão armado. O estudo indica que 56% dos edifícios residenciais em Portugal foram construídos entre 1961 e 1991, e 75% tem menos de 50 anos. O mesmo estudo evidencia que desde a sua introdução, em 1935-1940, o número de edifícios de betão armado cresceu rapidamente. Em 1991, 45% das famílias residem em edifícios de betão armado. Silva-Araya *et al.* [30], por exemplo, também referem que a maioria dos edifícios nas Américas são de betão armado. Assim, a nível mundial, a predominância dos edifícios existentes em betão armado constitui uma grande fonte de risco sísmico para as populações e para a sociedade, como demonstrado no estudo conduzido pelo LNEC [6, 17].

Em reconhecimentos pós-sismo, a análise da resposta das estruturas têm evidenciado que a existência de regulamentação sísmica actual não garante o bom desempenho dos edifícios e das suas partes [10]. As razões para tal são discutidas em detalhe em [2], e podem ser resumidas no que se segue. Em primeiro lugar, existem

muitas incertezas em aspectos relacionados com os modelos numéricos usados no dimensionamento e avaliação da segurança, nomeadamente em relação à definição do sismo de projecto, na estimativa da resposta estrutural, e na consideração da interacção solo-estrutura. Em segundo lugar, o desempenho global do sistema estrutural face a um sismo depende de aspectos de pormenorização local da estrutura e do seu estado de conservação. Assim, a análise das estruturas deve ser realizada com modelos refinados e rigorosos, e devem ser consideradas todas as modificações estruturais identificadas: reparações, reforços e mudanças de utilização. Refira-se o exemplo da Turquia, onde a regulamentação para o cálculo sísmico é muito similar à utilizada na Califórnia. A norma turca, de 1975, inclui recomendações e exigências para os sistemas estruturais resistentes aos sismos, como [1]: a) menor espaçamento de estribos e cintas na vizinhança dos nós viga-pilar; b) armadura de esforço transversal nos nós viga-pilar; c) dimensionamento e verificação da segurança ao corte dos nós; d) recomendações para evitar mecanismos tipo viga forte-pilar fraco; etc. Assim, edifícios recentemente construídos na Turquia deveriam ter tido um comportamento satisfatório, eventualmente com danos leves a moderados, durante o sismo de 1999, em Kocaeli, uma vez que a intensidade deste sismo foi moderada. No entanto, muitos edifícios recentes tiveram um mau comportamento. Em alguns casos, o colapso destes edifícios deveu-se ao facto de estes terem sido implantados e construídos na vizinhança de falhas sísmicas ou em zonas de grande aceleração sísmica. Mas, em muitos casos, a repetição de erros bem conhecidos de concepção, dimensionamento ou construção dos edifícios, ditou o seu colapso. Estes factores de risco devem ser definitivamente entendidos e tratados pelos proprietários dos edifícios existentes.

## 2. CAUSAS FREQUENTES DE DANO E/OU COLAPSO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

A regulamentação para o dimensionamento e verificação da segurança sísmica das estruturas é fundamental para a redução do risco sísmico das nossas construções, mas não é suficiente. De facto, se a regulamentação de cálculo estrutural não for devidamente aplicada no desenvolvimento do projecto, ou se não for desenvolvido um adequado controlo durante a execução da construção, podem-se produzir-se estruturas vulneráveis, e particularmente face à acção sísmica. Para se garantir o bom desempenho de uma estrutura face a um sismo é necessário garantir a qualidade quer do projecto, quer da construção. Sismos recentes têm demonstrado que a qualidade da construção é altamente condicionante do desempenho sísmico global das estruturas. Nas zonas afectadas pelo sismo de 17 de Agosto de 1999, na Turquia, a maioria dos edifícios recentes em betão armado foram dimensionados de acordo com a actual regulamentação sísmica em vigor. No entanto, deficiências construtivas ditaram o colapso de um número significativo de edifícios e a instalação de danos severos em muitos outros (Fig. 1).



Fig. 1 - Danos provocados pelo sismo de Izmit, Kocaeli, Turquia, a 17 de Agosto de 1999

As causas mais frequentes de dano severo e/ou colapso de edifícios de betão armado quando sujeitos à acção sísmica surgem associadas aos seguintes efeitos/mecanismos [34]: *i)* confinamento inadequado; *ii)* ductilidade inadequada; *iii)* mecanismos de aderência aço-betão; *iv)* incorrecta amarração e sobreposição da armadura principal; *v)* inadequada capacidade resistente ao corte de vigas e pilares; *vi)* inadequada capacidade resistente à flexão de vigas e pilares; *vii)* inadequada capacidade resistente dos nós viga-pilar; *viii)* mecanismo tipo viga forte-pilar fraco; *ix)* não consideração da influência das paredes de alvenaria na determinação da resposta sísmica dos edifícios; *x)* irregularidades estruturais em planta ou em altura; e *xi)* influência dos modos superiores.

### 2.1. Confinamento inadequado

O betão em compressão apresenta um modo de rotura frágil, perpendicular à direcção das tensões principais de compressão. Confinando os elementos de betão armado nas zonas mais esforçadas com recurso a estribos, este tipo de rotura pode ser impedida, ou pelo menos retardada, melhorando-se de forma significativa a resistência e a ductilidade dos elementos estruturais. O confinamento depende do diâmetro dos estribos, do seu afastamento, da quantidade de armadura longitudinal, do tipo de aço, da geometria das secções transversais, e, da forma e

pormenorização dos próprios estribos. Até há algumas décadas atrás, o princípio do confinamento e a sua importância na resposta das estruturas de betão armado não eram claramente entendidos. Consequentemente, a maioria das estruturas existentes de betão armado apresentam deficiências a este nível, e assim, exibem um mau comportamento quando submetidas a acções sísmicas (Fig. 2). Durante a ocorrência de sismos, o colapso de pilares, vigas e nós viga-pilar está muitas vezes relacionado com a falta ou pormenorização deficiente de armadura transversal de esforço transverso e de confinamento. Estas exigências de confinamento devem ser consideradas na pormenorização da armadura transversal dos elementos estruturais, sobretudo nas zonas propícias à formação de rótulas plásticas.



Fig. 2 - Pilares de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso [29]

## 2.2. Ductilidade inadequada

A ductilidade pode ser definida como a capacidade que um dado material, elemento estrutural ou estrutura possui para suportar exigências de deformação em regime inelástico sem colapso [7]. Esta propriedade tem implicações directas na capacidade de dissipação de energia de uma estrutura, sendo fundamental para evitar ou diminuir a probabilidade de colapso face à ocorrência de um sismo de determinada intensidade. Este conceito não foi devidamente tratado nos primeiros regulamentos de cálculo sísmico. Assim, a maioria das estruturas de edifícios existentes de betão armado não estão dotadas de ductilidade adequada, exibindo um comportamento não-dúctil quando solicitadas por acções cíclicas, o que faz com este tipo de edifícios contribuam para o elevado risco sísmico das nossas cidades (Fig. 3).



Fig. 3 - Vigas com comportamento não dúctil

## 2.3. Mecanismos de aderência aço-betão

O desempenho das estruturas de betão armado depende, em muito, do comportamento dos mecanismos de transferência de tensões entre o aço e o betão, sobretudo em situações de carregamento cíclico. Mesmo para carregamentos monotónicos e estáticos, o bom funcionamento do betão armado depende principalmente deste mecanismo de transferência de tensões entre o aço e o betão.

A aderência aço-betão é desenvolvida por atrito, mas sobretudo pelo imbricamento entre o betão e a armadura, que garante a necessária transferência de tensões do betão para a superfície das armaduras. A análise de estruturas de betão armado é geralmente feita assumindo uma aderência perfeita entre o betão e a armadura, o que implica uma total compatibilidade de deformações entre os dois materiais. Esta hipótese normalmente só é válida nos estados iniciais de carregamento e para valores reduzidos de tensão. Para valores significativos do carregamento, simultaneamente com a formação de eventuais fendas, ocorrem quebras na ligação aço-betão, dando origem ao escorregamento das armaduras (Fig. 4). Este efeito é agravado quando os elementos de betão armado são sujeitos a cargas cíclicas. No caso de estruturas existentes, este mecanismo de transferência de tensões é ainda mais frágil, pois para muitas destas estruturas a armadura é constituída por varões lisos.

A degradação da aderência aço-betão assume um papel fundamental na resposta das estruturas submetidas à acção sísmica, podendo provocar o aumento do seu período fundamental de vibração, a diminuição da sua

capacidade de dissipação de energia e consequentemente a alteração global da distribuição de esforços internos na estrutura.

#### 2.4. Incorrecta amarração e sobreposição da armadura principal

A incorrecta pormenorização em projecto, ou a má execução em obra, das zonas de amarração e de sobreposição da armadura constituem uma deficiência frequente nas estruturas existentes de betão armado. Apresentam-se algumas regras básicas para a sua boa realização:

- Evitar a sobreposição e amarração em locais onde o betão tende a fissurar de modo extensivo (por exemplo: em locais de formação de rótulas plásticas, em zonas de transição de betonagem);
- Dar especial atenção ao confinamento em locais com amarrações embebidas e sobrepostas, de forma a impedir o arranque das armaduras;
- Sempre que possível, executar a sobreposição na direcção perpendicular aos esforços principais de compressão;
- Para garantir uma melhor amarração, deve-se optar por usar um maior número de varões e com menor diâmetro. Quando são usados varões de grande diâmetro é muito difícil assegurar o comprimento de amarração requerido, uma vez que a força nos varões aumenta proporcionalmente ao quadrado do diâmetro e a força de aderência é linearmente dependente do diâmetro dos varões.



Fig. 4 - Pormenorização deficiente da armadura [16]

#### 2.5. Inadequada capacidade resistente ao corte de vigas e pilares

As acções consideradas no dimensionamento estrutural correspondentes à acção permanente, à sobrecarga e à acção do vento resultam, normalmente, em esforços de corte nos elementos estruturais significativamente inferiores àqueles que são desenvolvidos devido à acção sísmica. Muitas estruturas existentes apresentam uma capacidade resistente ao corte reduzida, por erros de projecto ou de execução (ver exemplos na Fig. 5). Para estas estruturas, os esforços actuantes de corte devem ser limitados ou a capacidade resistente dos pilares deve ser melhorada. Existem várias técnicas que permitem melhorar a capacidade resistente ao corte dos elementos estruturais, nomeadamente: a) adoptar uma quantidade apropriada de estribos e de cintas para assegurar a integridade do betão, melhorando o funcionamento conjunto; b) evitar a combinação de esforços de corte com esforços axiais de tracção; c) usar betões de melhor qualidade [7].



Fig. 5 - Rotura por corte de pilares

#### 2.6. Inadequada capacidade resistente à flexão de vigas e pilares

O tipo de aço adoptado, a sua quantidade e os detalhes de pormenorização tem um papel fundamental na resposta sísmica das estruturas de betão armado [2]. Em regiões de risco sísmico moderado a elevado é crucial realizar uma pormenorização adequada da armadura de flexão (Fig. 6). O bom comportamento sísmico de elementos estruturais de betão armado sujeitos fundamentalmente à flexão pode ser conseguido:

- Limitando o esforço axial de compressão ou aumentando a área da secção transversal;
- Limitando a quantidade de armadura longitudinal. Quanto maior for a área da armadura longitudinal e a tensão de cedência do aço, maiores serão as exigências de compressão no betão;
- A capacidade em flexão pode ser melhorada com um betão de melhor qualidade, com a adopção de armadura de compressão e, fundamentalmente, com um confinamento adequado.



Fig. 6 - Colapso de pilares por insuficiente capacidade em flexão [1]

## 2.7. Inadequada capacidade resistente dos nós viga-pilar

Para o bom desempenho das estruturas de betão armado não basta garantir que as vigas e pilares tenham a resistência, rigidez e ductilidade exigidas pelas acções em causa. É necessário garantir que estes elementos estruturais estejam devidamente ligados entre si [2]. Os nós viga-pilar podem sofrer uma perda significativa de rigidez devido à insuficiente resistência ao corte e à inadequada ancoragem da armadura longitudinal das vigas e pilares que concorrem no próprio nó. Os mecanismos mais frequentes de rotura dos nós viga-pilar estão relacionados com: *i*) a ausência ou inadequada adopção de armadura de confinamento nos nós; e, *ii*) a inadequada ancoragem da armadura longitudinal dos elementos estruturais nos nós [13]. O colapso e a instalação de danos severos em edificios de betão armado devido a deficiências associadas aos nós viga-pilar são comuns durante a ocorrência de sismos (Fig. 7).



Fig. 7 - Resistência inadequada dos nós viga-pilar [1]

## 2.8. Mecanismo tipo viga forte-pilar fraco

A regulamentação [8, 24] actual indica claramente que para se obter uma resposta sísmica dúctil das estruturas, as exigências de deformação em regime não-linear devem concentrar-se ao nível das vigas, e não nos pilares. Assim, para cada nó viga-pilar devem adoptar-se pilares com maior resistência do que as correspondentes vigas. Muitas estruturas existentes não foram concebidas tendo em conta este mecanismo/efeito. Em sismos recentes tem-se verificado frequentemente o colapso ou dano severo de inúmeras estruturas de betão armado devido ao desenvolvimento de mecanismos tipo viga-forte pilar-fraco (veja-se o exemplo da Fig. 8).



Fig. 8 - Mecanismo tipo viga forte-pilar fraco



## 2.9. Não consideração da influência das paredes de alvenaria na determinação da resposta sísmica dos edifícios

A resposta global dos edifícios face a acções verticais não é afectada significativamente com a consideração ou não dos painéis de alvenaria de enchimento, no entanto, o mesmo não é verdade quando se trata de acções horizontais cíclicas, como as induzidas pelos sismos. Tradicionalmente, as paredes de alvenaria não são consideradas no dimensionamento das estruturas porticadas. Estas paredes podem ser consideradas como um material composto. A sua resposta a solicitações horizontais é muito complexa e dependente de inúmeros factores, tais como: propriedades dos materiais (tipo e dimensões do tijolo, tipo de argamassa de junta e de reboco), qualidade da mão-de-obra usada na execução das alvenarias, geometria das paredes, dimensões e posição das aberturas, ligação entre o painel de alvenaria e o pórtico envolvente, rigidez e resistência relativa entre os pilares e os painéis de alvenaria, entre outros. Mesmo sendo elementos relativamente frágeis, as paredes de alvenaria de enchimento podem modificar drasticamente a resposta estrutural, atraindo forças para partes da estrutura que não foram projectadas para resistir a estas solicitações [22]. É incorrecto assumir que os painéis de alvenaria são sempre benéficos para a resposta global das estruturas de edifícios. A contribuição das paredes na resposta sísmica dos edifícios pode ser positiva ou negativa, dependendo de um elevado número de parâmetros, como anteriormente referido. Os painéis de alvenaria de enchimento podem aumentar substancialmente a rigidez global da estrutura, o que altera as forças sísmicas a que esta estará sujeita. Assim, no dimensionamento ou verificação da segurança das estruturas deve ter-se em conta a influência das paredes de alvenaria. A sua não consideração no dimensionamento poderá alterar a resposta estrutural de forma significativa e, consequentemente, serão produzidos mecanismos de comportamento imprevistos que poderão provocar o colapso das estruturas, quando sujeitas aos sismos. As elevadas tensões que se produzem nos painéis de alvenaria podem resultar no seu colapso. Em muitos casos, os danos observados e colapso de edifícios podem ser atribuídos à modificação da resposta estrutural induzida pelo efeito dos painéis de alvenaria não estrutural, tal como tem sido observado em sismos recentes (por exemplo: Izmit, na Turquia, 1999; Fig. 9).



Fig. 9 - Danos em edifícios associados às paredes de alvenaria de enchimento

Em muitas situações, as paredes de alvenaria desenvolvem-se apenas até certa altura dos andares, deixando uma parte do pilar exposta, o que tradicionalmente produz um mecanismo de comportamento tipo *short-column*. Este tipo de mecanismo não é geralmente considerado no dimensionamento das estruturas (Fig. 10).



Fig. 10 - Mecanismos tipo pilar curto causados por: aberturas de janela, colapso parcial das paredes de alvenaria e pela ligação de patamares intermédios de escadas

O desenvolvimento de macro-modelos numéricos não-lineares globais e simplificados, como o proposto em [27], associado ao aumento das capacidades computacionais, torna viável a consideração da influência dos painéis de alvenaria no dimensionamento e verificação de segurança de estruturas de edifícios sujeitas a cargas horizontais, como as induzidas pelos sismos.

## 2.10. Irregularidades estruturais em planta ou em altura

A correcta concepção de uma estrutura é essencial para o seu bom comportamento face a qualquer tipo de solicitação, quer seja ela estática ou dinâmica. Edifícios simples, regulares e com sistemas resistentes redundantes para solicitações horizontais tendem a exibir um melhor comportamento. Por outro lado, sistemas estruturais complexos, geralmente, resultam em estruturas cujas dimensões e pormenorização dos seus elementos estruturais apresentam algumas deficiências. As variações bruscas de rigidez, resistência ou massa da estrutura e/ou propriedades dos elementos de um edifício, quer em planta, quer em altura (ver exemplo representado na Fig. 11), podem resultar em distribuições de forças horizontais e deformações muito diferentes daquelas que surgem em estruturas regulares [20]. Uma irregularidade estrutural muito comum em edifícios existentes surge ao nível dos pisos inferiores, resultante da ausência de paredes de alvenaria, para instalação de estacionamento, lojas, ou apenas por opção arquitectónica. Outra descontinuidade frequente resulta da redução de secção dos pilares e paredes resistentes em altura, ou até da alteração de dimensões de elementos não estruturais. Estas são causas frequentes de colapso de edifícios com alvenaria de enchimento, produzindo os chamados mecanismos tipo *soft-storey*. Outra irregularidade estrutural frequente surge associada à alteração de posição, entre pisos consecutivos, dos elementos estruturais verticais, ou até mesmo de elementos não estruturais.



Fig. 11 - Edifício com pronunciada irregularidade estrutural em altura (mecanismo tipo *soft-storey* ao nível do rés-do-chão)

## 2.11. Influência dos modos superiores

Muitas estruturas existentes foram dimensionadas com recurso a procedimentos simplificados, baseados na representação da sua resposta sísmica por um único modo equivalente. Para certas configurações estruturais tal procedimento não representa adequadamente a resposta sísmica real. Como exemplo, refere-se o comportamento deficiente de inúmeros edifícios durante a ocorrência do sismo de 1985 na cidade do México (Fig. 12).



Fig. 12 - Influência dos modos superiores durante o sismo de 1985 na cidade do México [7]

## 3. SOLUÇÕES DE REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

O comportamento eficiente dos edifícios face à acção sísmica pode ser conseguido com um adequado sistema resistente, com distribuição apropriada de rigidez e massa e com adequada pormenorização e ligação dos seus componentes estruturais e não estruturais. No caso de estruturas existentes, sem capacidade original adequada para resistir aos sismos, o seu comportamento pode ser melhorado com recurso a diversas soluções de reabilitação e reforço. Em qualquer caso, a selecção da estratégia de reabilitação e reforço a adoptar para um edifício, e a sua implementação, deve ser desenvolvida com base nos resultados de uma prévia avaliação estrutural rigorosa.

As estratégias de reforço sísmico das estruturas podem ser classificadas em dois grandes grupos: a) reabilitação ou melhoramento do sistema estrutural global; e b) reabilitação ou reforço dos elementos estruturais. As

estratégias de reforço local das estruturas serão adequadas se a maioria dos seus elementos não forem muito frágeis e se tiverem um bom comportamento para solicitações cíclicas na estrutura reabilitada. Para estruturas em que muitos dos seus elementos possuam um deficiente comportamento sísmico, dificilmente as estratégias de reabilitação a nível local são suficientes para garantir uma boa resposta face a solicitações sísmicas. Contudo, na maioria dos casos, a solução óptima de melhoramento do comportamento sísmico das estruturas passa pela combinação de soluções pertencentes a estas duas famílias de estratégias.

Como salientado por Fardis [12], "qualquer intervenção de reabilitação não deverá prejudicar a capacidade resistente e a segurança de nenhum elemento estrutural em nenhuma característica". Assim, no dimensionamento de uma solução de reforço, o projectista deverá garantir que: a) o aumento da capacidade resistente de um elemento em flexão não o torna frágil em corte; b) o reforço das vigas não transfere as rótulas plásticas para os pilares; c) a capacidade resistente dos nós viga/pilar; d) a continuidade do "caminho das forças", garantindo a transferência em segurança das forças de inércia dos elementos onde estas surgem, para os elementos do sistema resistente que a estes se ligam, e até às fundações; e) a segurança das ligações entre elementos existentes na estrutural original e elementos de reforço; f) a estrutura reforçada não propicie a concentração de danos numa zona localizada não preparada para tal (por exemplo, a adição de paredes resistentes ou contraventamentos ou reforço de pilares num determinado piso poderá tender a concentrar os danos no piso imediatamente acima deste).

Nos pontos que se seguem são descritas as técnicas mais comuns de reabilitação e reforço de edifícios existentes de betão armado. Sublinha-se que na reabilitação sísmica de edifícios é corrente recorrer-se à combinação de várias técnicas e/ou estratégias de reforço.

### 3.1. Técnicas de reforço global do sistema estrutural

As estratégias de reforço global do sistema estrutural são geralmente menos onerosas que o reforço universal de todos os componentes do sistema estrutural, especialmente se o reforço dos elementos estruturais obrigar à desocupação temporária do edifício, demolição e reconstrução das paredes de alvenaria de enchimento, tectos falsos, redes e outros elementos não estruturais. Isto é particularmente verdade, por exemplo, para estruturas muito flexíveis.

A resposta inadequada dos edifícios face acções sísmicas é, em muitos casos, devido à presença de irregularidades estruturais em altura em termos de massa, rigidez ou resistência, tais como *soft* ou *weak-storeys*, e irregularidades estruturais em planta, que tendem a induzir a torção global dos edifícios. Estratégias de reforço eficientes e económicas para a correcção ou redução destas irregularidades estruturais poderão passar por: a) demolição parcial do edifício (esta técnica poderá ter um impacto significativo na estética e utilização do edifício); b) adição de sistemas de contraventamento ou paredes resistentes de betão armado no *soft/weak-storey*, para correcção da distribuição de rigidez e resistência nos pisos; c) correcção da distribuição de massa nos pisos; e, d) introdução de juntas de dilatação, transformando o edifício irregular em várias estruturas regulares.

Nos anos 90 verificou-se um aumento significativo do investimento no desenvolvimento e na utilização de sistemas de dissipação de energia para a protecção de edifícios face aos sismos. Estas técnicas de reabilitação são viáveis e eficientes na reabilitação de edifícios. Outras técnicas baseadas em sistemas especiais de protecção, como controlo activo, dispositivos híbridos activo/passivo de dissipação de energia, *tuned mass* e *liquid dampers*, poderão também surgir como soluções viáveis economicamente num futuro próximo. Estes sistemas de reabilitação protegem os edifícios, durante a ocorrência de um sismo, modificando as suas propriedades e consequentemente a resposta sísmica.

As técnicas mais comumente usadas na reabilitação e reforço global das estruturas de edifícios são expostas no que se segue.

#### 3.1.1. Adição de paredes resistentes de betão armado

Uma das técnicas mais usadas no reforço de edifícios com deficiente comportamento sísmico baseia-se na aplicação de novas paredes resistentes de betão armado, adequadamente distribuídas na estrutura [11, 12, 23]. As novas paredes protegem os elementos existentes, limitando a deformação lateral dos pisos. Estas paredes resistentes não só aumentam a rigidez lateral significativamente, como também, normalmente, aliviam os pórticos originais das forças sísmicas. O recurso a paredes resistentes para completar o caminho das forças de inércia, pode também corrigir descontinuidades existentes originalmente na estrutura. Com esta solução e reforço, as novas paredes resistentes recebem a maior parte das cargas laterais. Se as paredes resistentes tiverem rigidez e resistência adequada para suportar a totalidade das cargas laterais, as debilidades da estrutura original (como *soft-storey*, pilar curto, etc.), normalmente, não conduzirão a um mau comportamento. Porém, a adição de



novas paredes resistentes diminuirá o período natural da estrutura, o que poderá aumentar o nível de solicitação sísmica consideravelmente.

Quando é possível intervir no exterior dos edifícios, a adição de paredes resistentes ou sistemas de contraventamento nas fachadas tornam-se soluções muito competitivas em relação às soluções que passam pelo reforço generalizado dos elementos resistentes de toda a estrutura, particularmente se estas últimas implicarem a desocupação temporária do edifício.

Na reabilitação de estruturas porticadas, esta técnica poderá passar pelo preenchimento total ou parcial de alguns vãos dos pórticos originais. Em alguns casos, o recurso a painéis pré-fabricados, desde que garantida a adequada ligação entre os painéis pré-fabricados e o pórtico envolvente, poderá revelar-se uma boa solução de reforço sísmico, reduzindo o tempo de construção e custos associados da intervenção (alguns exemplos de aplicações recentes após os sismos de Kobe em 1995, e de Erzincan em 1992, podem encontrar-se nas referências: [11, 31]).

A adopção da técnica de reforço por adição de paredes resistentes poderá implicar o reforço do sistema de fundações para resistir a maiores acções sísmicas e ao peso próprio da estrutura reforçada. Os trabalhos de reforço das fundações são, normalmente, muito dispendiosos e tecnicamente exigentes, tornando-se assim, por vezes, impraticável, particularmente para edifícios existentes com fundações deficientes.

A distribuição em planta das novas paredes resistentes deve ser pensada de forma a evitar o aparecimento de irregularidades estruturais de rigidez ou resistência, que possam induzir a torção do edifício.

### 3.1.2. Contraventamentos metálicos

O reforço global do sistema estrutural pode também ser realizado com contraventamentos metálicos. Se o objectivo do reforço é melhorar a rigidez da estrutura, o reforço com base em sistemas de contraventamento não é tão eficiente como o reforço com recurso às paredes resistentes. A capacidade de reforçar edifícios em rigidez com contraventamentos é algo limitada, pois a mobilização do funcionamento dos contraventamentos exige a instalação de níveis de deformação lateral consideráveis.

O reforço de edifícios com contraventamentos metálicos deve ser realizado em vãos criteriosamente seleccionados de forma a dotar a estrutura de adequada capacidade resistente aos sismos. As diagonais do contraventamento são normalmente ligadas a outras peças em aço horizontais e verticais, que por sua vez são ligadas às vigas e pilares em redor do sistema de contraventamento.

O reforço com contraventamentos metálicos, normalmente, não exige intervenções de reforço nas fundações, e a sua montagem não é tão intrusiva como a adição de paredes resistentes. No entanto, a ligação entre os elementos do reforço em aço e os elementos existentes de betão armado poderá ser laboriosa e dispendiosa. Os contraventamentos são, por conveniência, normalmente instalados nas fachadas, minimizando os trabalhos e distúrbios na sua instalação. A posição e geometria dos contraventamentos também serão condicionadas por restrições arquitectónicas, como as aberturas de portas e janelas.

Aos sistemas de contraventamento metálico podem ser acoplados dispositivos de dissipação de energia ou *shear-links*, aumentando significativamente a capacidade de dissipação de energia e amortecimento do sistema estrutural [18, 21]. No sismo de Michoacán, no México, em 1985, inúmeros edifícios de betão armado previamente reforçados com contraventamentos metálicos tiveram um bom comportamento, e praticamente não se verificou nenhum dano estrutural nestes edifícios reforçados [4, 14, 15].

### 3.1.3. Isolamento de base

O recurso a sistemas de isolamento de base, incluindo dispositivos de dissipação de energia, é uma medida muito eficaz para a protecção sísmica das estruturas. A ideia básica é controlar a solicitação que actua sobre a base da estrutura, suprimindo a interacção entre o solo e a superestrutura. Assim, a vibração da superestrutura, as exigências de deformação e, consequente, o dano são reduzidos. Os sistemas de isolamento de base reduzem as forças transmitidas à superestrutura, aumentando o período global do sistema estrutural (estrutura mais isolamento) e aumentando também a capacidade de amortecimento global do sistema estrutural.

Para a materialização desta técnica é construída uma dupla fundação, separada por um sistema de isolamento, que garante a descontinuidade entre a superestrutura e a fundação do sistema estrutural. Deste modo, a estrutura é desacoplada da solicitação sísmica e a maioria da energia induzida pelo sismo é absorvida e dissipada ao nível dos dispositivos de isolamento [10, 12, 23]. As três propriedades básicas que um sistema de isolamento sísmico para edifícios deve respeitar são [13]: a) flexibilidade horizontal para aumentar o período da estrutura e reduzir o valor espectral da solicitação; b) dissipação de energia (amortecimento) para reduzir os deslocamentos e deformações; e, c) rigidez suficiente para pequenos deslocamentos de forma a verificar os estados limites para acções de serviço.

Em condições favoráveis, o isolamento de base poderá reduzir as exigências de *drift* nas estruturas correntes de um factor que poderá variar entre 2 e 5, em relação ao equivalente numa estrutura não isolada.

A aplicação desta técnica no melhoramento do comportamento sísmico de estruturas de betão armado é viável, particularmente no caso de edifícios para os quais é fundamental que estejam operacionais e habilitados para a sua ocupação imediata após um sismo, por exemplo, hospitais, quartéis de bombeiros, escolas, entre outros, e outros edifícios cujo conteúdo devem de ser protegido (por exemplo: museus, etc.).

O isolamento sísmico é uma técnica muito efectiva na reabilitação de edifícios muito rígidos, baixos e com massa considerável. Contudo, é uma solução dispendiosa e a sua aplicação em edifícios correntes não é competitiva [23]. O isolamento sísmico e os sistemas de dissipação de energia não são estratégias de reforço competitivas para a maioria dos edifícios. Geralmente, estas técnicas são mais viáveis na reabilitação de edifícios para os quais os seus proprietários e/ou utilizadores imponham níveis de desempenho elevados, e para os quais estão dispostos a pagar custos elevados associados ao dimensionamento, produção e instalação destes sistemas.

#### 3.1.4. Sistemas passivos de dissipação de energia

Nas técnicas de reforço baseadas nos sistemas passivos de dissipação de energia, o melhoramento do desempenho estrutural é garantido pelo aumento da capacidade de dissipação de energia do edifício (e em alguns casos com aumento de rigidez associado). Alguns sistemas de dissipação de energia podem ser usados em combinação com o isolamento de base, ou podem ser inseridos nos contraventamentos metálicos adoptados no reforço de estruturas existentes. Em condições favoráveis, os sistemas passivos de dissipação de energia poderão reduzir as exigências de deformação entre pisos de 2 a 3 vezes, se o sistema de reforço não aumentar a rigidez da estrutura. Se o sistema de reforço aumentar a rigidez da estrutura, esta redução poderá ser ainda maior. Esta solução é eficaz em estruturas relativamente flexíveis e que tem alguma capacidade de deformação inelástica, pois para ser eficaz exige o desenvolvimento de níveis consideráveis de deslocamentos horizontais.

#### 3.1.5. Redução de massa nas construções

As forças e deformações induzidas nos elementos estruturais pela acção sísmica são controladas pela distribuição de rigidez e massa na estrutura. Assim, a redução de massa de um edifício pode ser considerada como uma técnica económica e eficiente no melhoramento do comportamento estrutural, nomeadamente através de: a) demolição dos pisos elevados e *penthouses*; b) substituição de paredes divisórias e acabamentos pesados; e, c) remoção de equipamentos pesados.

#### 3.1.6. Outras técnicas

Outras medidas especiais de protecção sísmica, incluindo controlo activo, sistemas híbridos activo-passivo de dissipação de energia, *tuned mass* e *liquid dampers*, poderão também revelar-se, em certas aplicações, soluções eficientes de reabilitação sísmica de edifícios existentes de betão armado num futuro próximo.

### 3.2. Técnicas de intervenção ao nível dos elementos estruturais

Alguns edifícios existentes possuem características globais de resistência e rigidez apropriadas. Contudo, em muitas situações, alguns dos seus componentes estruturais não tem uma adequada resistência, rigidez ou capacidade de deformação, para satisfazer os objectivos de desempenho impostos à estrutura. Estas deficiências dos elementos estruturais, em termos de resistência, rigidez e/ou ductilidade, podem ser corrigidas recorrendo a várias técnicas. As técnicas de intervenção ao nível local dos elementos estruturais desempenham um papel importante na reparação e reforço de estruturas para as quais apenas um reduzido número de elementos apresenta deficiências estruturais ou sofreram dano durante sismos ocorridos. Modificações locais ao nível dos componentes com deficiências podem ser realizadas, mantendo a configuração básica do sistema resistente às acções horizontais. O reforço ao nível dos elementos tende a ser a estratégia mais económica na reabilitação das estruturas de edifícios existentes. No que se segue são apresentadas algumas das técnicas mais comuns de reforço a nível local dos elementos estruturais.

#### 3.2.1. Injecção de resinas *epoxy*

A injecção de resinas é a técnica mais amplamente utilizada na reparação de elementos de betão armado com fissuras de baixa e média abertura. Esta técnica de reparação é efectiva desde que o caminho para a injecção das

fendas esteja desimpedido. Em elementos danificados, a resistência original pode ser reinstalada através da reparação com injeção de resinas, principalmente para elementos com reduzida armadura.

### 3.2.2. Encamisamento

A técnica de reforço mais comum para melhorar o desempenho de elementos de betão armado (pilares, paredes, vigas ou nós viga-pilar) é o encamisamento. Esta técnica é particularmente eficiente na correcção de deficiências em resistência ao corte e à flexão e/ou capacidade de deformação, bem como na correcção de elementos estruturais com insuficiente comprimento de sobreposição da armadura longitudinal, nas zonas das emendas. Normalmente, não é uma estratégia económica para o reforço e aumento da rigidez generalizada da estrutura, porque implicaria intervenções em praticamente todos os elementos resistentes verticais do edifício, aumentando não só os custos directos, como os associados à desocupação temporária do edifício. O encamisamento pode ser realizado com recurso a chapas de aço, mantas de fibras de carbono, ou por aplicação de uma camada exterior de betão armado. No reforço por encamisamento, os novos materiais devem ser dimensionados e aplicados em condições propícias para trabalhar em conjunto com os elementos existentes de betão armado.

*Encamisamento com betão armado:* Para elementos severamente danificados, ou com resistência insuficiente, o encamisamento em betão armado pode ser usado para melhorar a sua rigidez, resistência e ductilidade. Este é o tipo de encamisamento mais utilizado na reparação e reforço de elementos de betão armado. Com excepção da necessidade de soldar ligadores metálicos entre a armadura existente e a armadura a aplicar no encamisamento, esta técnica não requer uma particular especialização técnica na sua aplicação. Encamisamentos em betão podem incorporar armadura longitudinal e transversal. Com esta técnica pode-se melhorar a resistência em flexão e corte dos elementos estruturais, a sua capacidade de deformação (através dos efeitos de confinamento a prevenção da encurvadura da armadura longitudinal), em como corrigir a resistência nas zonas das emendas da armadura longitudinal.

*Encamisamento metálico:* Podem ser usados para melhorar o confinamento. Deve salientar-se que o reforço com elementos metálicos colados aos elementos estruturais existentes de betão armado obriga a cuidados especiais na sua protecção contra o fogo, e, por outro lado, o comportamento a longo prazo do material de ligação (normalmente resinas *epoxy*) não é totalmente conhecido [11].

*Encamisamento com recurso a fibras de carbono:* O reforço de elementos de betão armado com recurso a fibras de carbono tem encontrado recentemente inúmeras aplicações [19, 32]. De entre estas aplicações destacam-se o reforço e confinamento de pilares nas suas zonas críticas, e o reforço em flexão de vigas e lajes. A eficiência do reforço de pilares com fibras de carbono depende, essencialmente, da capacidade de se aumentar a sua ductilidade (que por sua vez depende do grau de confinamento) e a sua resistência. A flexibilidade das mantas de fibras de carbono possibilita a sua fácil aplicação em pilares, quer circulares, quer rectangulares. O peso reduzido dos materiais compósitos (tipicamente um quinto do peso específico do aço) simplifica a sua aplicação em obra. As mantas são muito finas, não alterando normalmente a estética da estrutura. As fibras de carbono possuem uma elevada resistência electroquímica, justificando-se mais ainda a sua utilização em ambientes severamente agressivos. No entanto, os raios ultravioletas podem afectar severamente alguns tipos de fibras de carbono.

### 3.2.3. Betão projectado - Shotcrete

Esta técnica é frequentemente adoptada, em combinação com o encamisamento em betão armado, no reforço dos pilares e paredes. Consiste na projecção de betão, com elevado conteúdo em cimento e agregados finos, nas superfícies dos elementos danificados ou a reforçar. A resistência das finas camadas de betão aplicado é normalmente muito alta. Esta técnica de reparação e reforço pode ser aplicada em situações onde o recurso a cofragens não é fácil (como por exemplo nos nós viga/pilar). É também frequentemente aplicada no reforço de paredes de betão armado, ou de paredes de alvenaria tradicional e de tijolo.

### 3.2.4. Outras técnicas

Além das técnicas apresentadas anteriormente, existem outras técnicas de reforço aplicáveis ao nível dos elementos estruturais, nomeadamente [13]:

- Aplicação de pré-esforço em vigas, pilares e nós viga/pilar. Nestes casos as ancoragens devem ser afastadas das regiões onde são esperadas consideráveis níveis de deformação não-linear e correspondente dano associado, e estas ancoragens devem ser calculadas para a solicitação sísmica prevista.

- Modificação do comportamento dos elementos estruturais por remoção total ou parcial de material. Esta é uma técnica frequentemente usada na correcção de deficiências de comportamento estrutural de pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. A medida correctiva pode passar pela parcial ou total remoção dos painéis de alvenaria, ou pela simples separação entre estes e os pilares e vigas envolventes. Ao remover os painéis de alvenaria deve-se evitar a produção de irregularidades estruturais, em planta e em altura.
- Correcção da pormenorização da armadura. Esta técnica passa pela remoção do betão de recobrimento, alteração/correcção da pormenorização da armadura existente, e betonagem de uma nova camada de betão de recobrimento. Esta técnica pode ser particularmente útil na reparação/correcção das emendas de armadura longitudinal nos pilares.

#### **4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS PRINCIPAIS DE UMA CAMPANHA DE ENSAIOS EM ESTRUTURAS À ESCALA REAL**

No âmbito do projecto ICONS (Tópico 2 - "Assessment, Strengthening & Repair", financiado pela Comissão Europeia, e coordenado pelo LNEC [5, 25]), uma vasta campanha de ensaios foi desenvolvida no laboratório ELSA (European Laboratory of Structural Assessment), do JRC (Joint Research Centre), em Ispra, Itália, sobre modelos de estruturas planas de betão armado, de 4 pisos e à escala real, representativas da prática do projecto e construção até finais dos anos 70 em países do sul da Europa, como Portugal, Itália, Grécia, Turquia, etc. Os principais objectivos desta série de ensaios foram o estudo da vulnerabilidade estrutural deste tipo de estruturas e o desenvolvimento e validação da eficiência de várias técnicas económicas de reparação e reforço sísmico. As soluções de reabilitação e reforço estudadas foram: *i*) técnicas de reforço selectivo de pilares (intervindo na resistência, rigidez ou ductilidade); *ii*) aplicação de betão projectado com armadura embebida (*shotcrete*) sobre as paredes de alvenaria; *iii*) aplicação de contraventamentos metálicos com dispositivos de dissipação de energia associados; e, *iv*) reparação de pilares e nós viga-pilar severamente danificados com aplicação de mantas de fibras de carbono.

##### **4.1. Descrição geral da estrutura, materiais constituintes, pormenorização dos elementos estruturais e cargas verticais**

Os dois pórticos planos de betão armado ensaiados tem um comprimento total de 12.50 m e uma altura de 10.80 m. Cada estrutura tem 4 pisos e 3 vãos, dois de 5.0 m e um de 2.5 m. A altura entre pisos é, para todos os pisos, de 2.7 m. Os pisos são constituídos por laje em betão armado com 15 cm de espessura. A pormenorização da armadura nos elementos estruturais foi definida de acordo com a prática corrente do projecto e construção até finais dos anos 70, ou seja, não foram adoptadas regras específicas de pormenorização, nomeadamente provisões particulares relativas à ductilidade, ou pormenorização adequada das emendas e dos nós, nem estratégias de dimensionamento tendentes a desenvolver mecanismos preferenciais de formação das rótulas plásticas e dissipação de energia.

Os materiais usados na construção dos pórticos de betão armado representam os materiais característicos da construção até finais dos anos 70, ou seja, um betão de baixa resistência e armadura (longitudinal e transversal) em varões de aço macio, de aderência normal (superfície lisa), habitualmente utilizada no passado, da classe FeB22k (de acordo com a classificação segundo as normas italianas).

As vigas são iguais em todos os pisos em termos de geometria, armadura e sua pormenorização (ver Fig. 13). Na Fig. 14 apresenta-se o quadro de pilares, com indicação dos pormenores construtivos. O tipo de armadura (varões lisos), a sua pormenorização peculiar, nomeadamente as emendas da armadura longitudinal concentrada numa única secção, a forma dos estribos e a amarração em gancho da armadura longitudinal, reproduz a prática construtiva de estruturas de betão armado até finais dos anos 70. Daí decorre a falta de apropriado confinamento ao nível dos elementos, conferindo a estas estruturas características de ductilidade não adequadas para responder às solicitações sísmicas. Realça-se que apenas um dos pilares (designado no que se segue como pilar forte) está orientado na direcção que mobiliza a sua maior inércia e consequentemente a sua maior rigidez, tendo assim um papel fundamental na resposta da estrutura. Salienta-se ainda que neste pilar é realizada uma redução de secção na transição do 2º para o 3º piso, como consequência do dimensionamento da estrutura apenas para cargas verticais (ver Fig. 14).

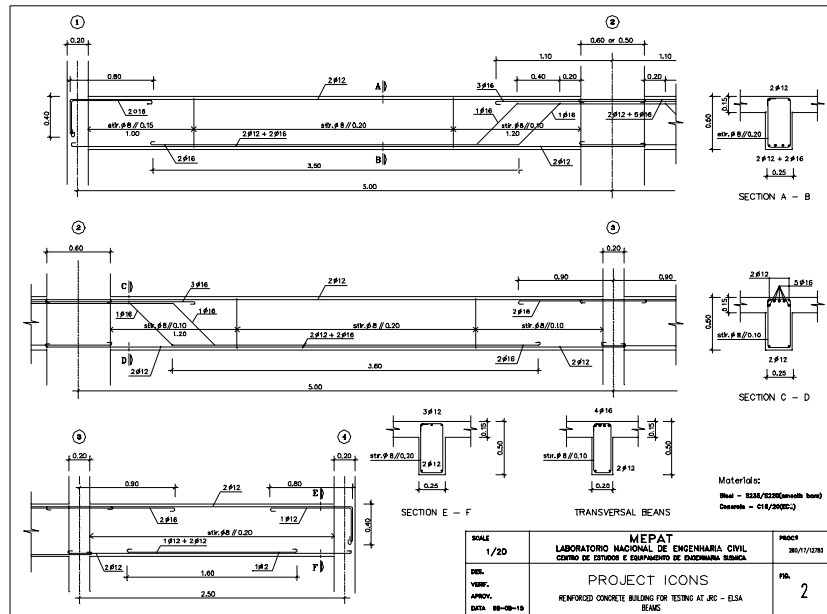


Fig. 13 - Armadura das vigas: pormenorização

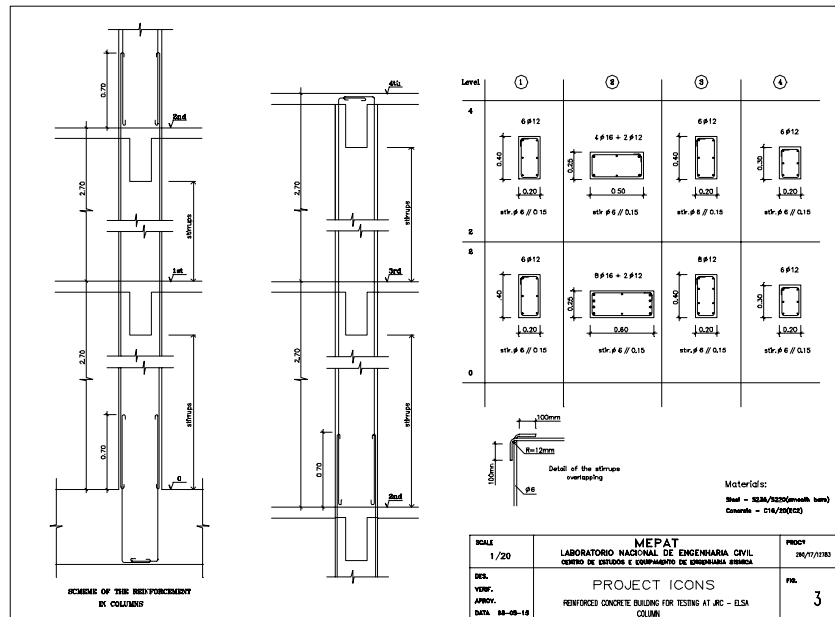


Fig. 14 - Quadro de pilares e pormenorização da sua armadura

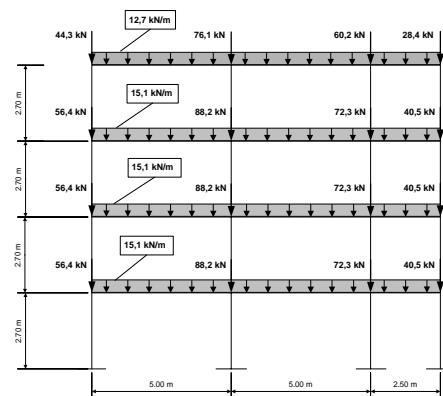


Fig. 15 - Distribuição das cargas verticais adoptada nos ensaios experimentais



Na Fig. 15 apresenta-se a distribuição de cargas verticais (distribuídas nas vigas e concentradas nos nós vigapilar) adoptada para simular a totalidade das acções permanentes, para além do peso próprio da estrutura (revestimentos, divisórias e sobrecarga), bem como a sobrecarga com o seu valor quase permanente, correspondente ao edifício idealizado para esta análise.

#### **4.2. Programa de ensaios e acção sísmica**

Dois pórticos em betão armado, à escala real, foram construídos e sujeitos a uma série de ensaios pseudo-dinâmicos para sismos de intensidade crescente. Um dos pórticos em estudo foi preenchido com paredes de alvenaria de tijolo (pórtico A) e o outro não (pórtico B). A acção sísmica é definida por uma série de sismos, gerados artificialmente, para um cenário de casualidade sísmica correspondente a uma zona de sismicidade média-alta na Europa. Os ensaios pseudo-dinâmicos foram realizados considerando três acelerogramas de referência correspondentes aos períodos de retorno de 475, 975 e 2000 anos, aos quais correspondem acelerações de pico de 218, 288 e 373 cm/s<sup>2</sup>, respectivamente. Após a realização dos ensaios de avaliação da vulnerabilidade das duas estruturas, os danos verificados nestas foram reparados, as estruturas foram reforçadas, e a eficiência das soluções de reforço adoptadas foi avaliada experimentalmente, com recurso à mesma série de sismos. Adicionalmente, para avaliar a eficiência de uma solução de reforço com base num sistema de dissipação de energia foi realizado um ensaio cíclico ao nível de um piso. A avaliação da capacidade última das estruturas foi realizada através de ensaios cíclicos sobre as estruturas reparadas com uma solução à base de mantas de fibra de carbono.

#### **4.3. Resultados dos ensaios sobre o pórtico sem paredes de alvenaria**

Durante os ensaios sobre a estrutura original (BF) foi verificada, como prevista, a pronunciada vulnerabilidade deste tipo de estruturas. De facto, mesmo tendo a estrutura um comportamento satisfatório, com reduzido nível de danos associado, para o sismo correspondente a um período de retorno de 475 anos, a mesma atingiu o colapso iminente para uma intensidade sísmica correspondente a um período de retorno de 975 anos (com aceleração máxima apenas 1.3 vezes superior do que a do sismo correspondente aos 475 anos). Os testes mostraram uma concentração notória da deformação lateral do pórtico, e consequentemente dano, no terceiro piso. O mecanismo de colapso verificado na estrutura deve-se à irregularidade em altura em termos de rigidez e resistência pela redução de secção do pilar forte [25].

Depois destes ensaios de avaliação da capacidade original, o pórtico foi reparado e o pilar forte foi reforçado de acordo com uma filosofia de intervenção selectiva, ou seja, intervindo apenas nas secções críticas, e para cada secção na característica mecânica insuficiente (rigidez, resistência ou ductilidade). Dois tipos de intervenção de reforço foram realizados no pilar forte. Uma baseada no aumento da capacidade resistente à flexão (terceiro e quarto pisos) com recurso a varões longitudinais aplicados externamente ao pilar, e assim corrigindo-se a irregularidade verificada em altura. Ao nível dos três primeiros pisos foram aplicadas cintas em aço de forma a melhorar a ductilidade e a capacidade resistente ao corte. Na Fig. 16 representam-se esquemas da intervenção efectuada.

Os gráficos da Fig. 16 mostram o perfil de máximo deslocamento relativo entre pisos, para as estruturas original (BF) e reforçada (SR), e confirmam a eficiência do reforço aplicado. É de notar que apesar das pequenas diferenças detectadas nas duas estruturas no perfil de deslocamentos relativos para o sismo de 475 anos, para o sismo de 975 anos o nível de deformação no terceiro piso da estrutura não reforçada cresce abruptamente originando o colapso do piso, e consequentemente da estrutura. O reforço da estrutura demonstrou ser capaz de corrigir eficazmente a irregularidade em altura, produzindo respostas sísmicas com uma distribuição de exigências de deformação muito mais uniforme. A estrutura reforçada foi capaz de resistir a um sismo correspondente a 2000 anos de período de retorno (com aceleração máxima 1.8 vezes superior ao sismo de 475 anos), enquanto que a estrutura não reforçada atingiu o colapso para uma aceleração de base 1.3 vezes superior que a correspondente ao sismo de 475 anos de período de retorno.

Os resultados obtidos dos testes tornaram evidente a elevada vulnerabilidade sísmica deste tipo de estruturas de betão armado, que constitui uma grande parte dos edifícios existentes e habitados em zonas de considerável casualidade sísmica na Europa, projectados sem ter em conta devidamente a acção sísmica, sendo assim uma pronunciada fonte de risco para as vidas humanas para a economia. Foi ainda demonstrado que com recurso a técnicas e soluções de reforço adequadamente seleccionadas, dimensionadas e aplicadas, pode-se reduzir consideravelmente a vulnerabilidade destas estruturas e o risco sísmico associado.

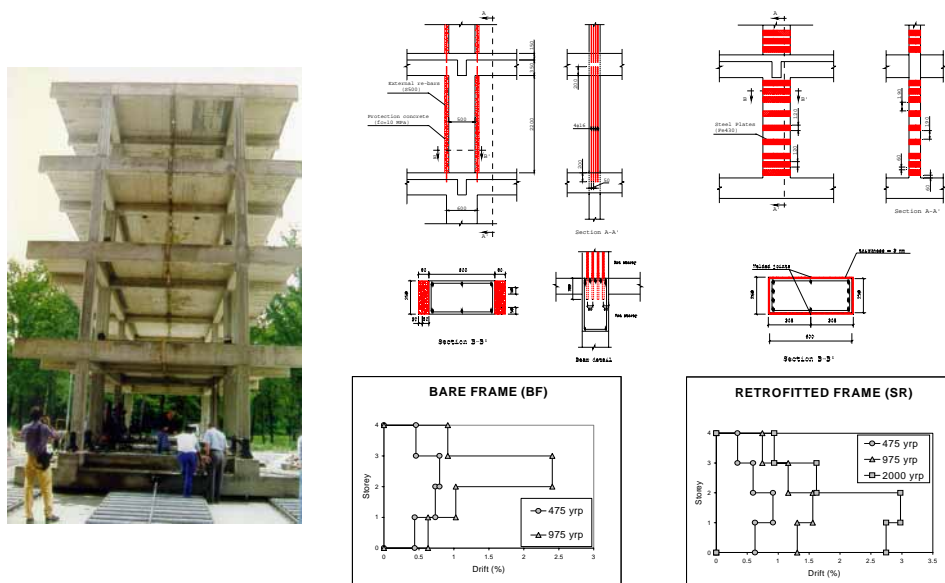


Fig. 16 - Vista geral das estruturas; Esquema de reforço dos pilares; Resultados dos ensaios pseudo-dinâmicos em termos de máximo deslocamento relativo entre pisos (máximo *drift*)

#### 4.4. Resultados dos ensaios sobre o pórtico com paredes de alvenaria

O pórtico com paredes de alvenaria (IN) foi também sujeito a três sismos de intensidade crescente de forma a avaliar a sua vulnerabilidade e capacidade última. Durante o teste correspondente ao sismo de 2000 anos de período de retorno, as paredes de alvenaria do primeiro piso atingiram o colapso, induzindo na estrutura um mecanismo tipo *soft-storey*, forçando a paragem do ensaio no instante correspondente aos 5 segundos do terramoto. Após esta série de ensaios, as alvenarias mais danificadas foram substituídas e foi aplicado um reforço no vão exterior, ao nível dos quatro pisos (Fig. 17). O reforço foi realizado com uma camada de betão projectado, com 2.5 cm de espessura, onde se embebeu uma malha de aço electrosoldada (diâmetro 5 mm; espaçamento de 10 cm em ambas as direcções), como se ilustra na Fig. 17. A série de ensaios com as alvenarias reforçadas foi designada por SC. A estrutura com as paredes de alvenaria reforçadas foi capaz de resistir aos três sismos completos sem atingir o colapso [26].

Dos resultados observados, dois aspectos fundamentais devem ser realçados. Por um lado, o efeito benéfico do reforço no comportamento das paredes de alvenaria, que evitou a sua fendilhação prematura e esmagamento dos tijolos. Mas, por outro lado, foi verificada a rotura por corte dos pilares exteriores na sua parte superior, conduzindo ao colapso local da estrutura. Esta rotura por corte resulta, por um lado, das forças de corte transmitidas pelas paredes de alvenaria aos pilares exteriores e, por outro lado, pelo efeito de *overturning moment* produzido durante os ensaios para cargas horizontais.

Na Fig. 17 é ainda apresentado o diagrama força de corte *versus* deformação lateral do primeiro piso, onde se evidencia o efeito benéfico do reforço aplicado. A influência das paredes de alvenaria na resposta estrutural foi verificada durante os ensaios, confirmando que estas devem ser tidas em consideração na avaliação da vulnerabilidade das estruturas existentes de betão armado, bem como no dimensionamento e pormenorização de estruturas novas, ou no reforço das existentes. Nos ensaios verificou-se que as paredes de alvenaria protegeram a estrutura de betão armado para os sismos de baixa e média intensidade. Mas, para o sismo correspondente a um período de retorno de 2000 anos, as paredes de alvenaria atingiram o seu colapso e verificou-se uma queda acentuada da resistência global (*softening*) ao nível do primeiro piso, provocando o desenvolvimento súbito de um mecanismo de piso (*soft-storey*). A técnica de reforço utilizada ao nível das paredes de alvenaria melhorou substancialmente o seu comportamento, conferindo-lhes um aumento da capacidade de deformação, e diminuindo ligeiramente o efeito de *softening*, melhorando assim o comportamento global da estrutura com paredes de alvenaria e, consequentemente, diminuindo a sua vulnerabilidade.

De salientar que apesar dos ensaios com as paredes de alvenaria reforçada terem demonstrado a eficiência do reforço, deve referir-se que a sua eficiência poderia ser ainda melhorada, caso fossem aplicados conectores entre a camada de reforço (*shotcrete*) e os elementos estruturais envolventes (vigas e pilares), pois como já foi referido, o reforço adoptado acelerou o aparecimento de um mecanismo de rotura em corte dos pilares exteriores, devido à transmissão concentrada de forças dos painéis de alvenaria para a estrutura envolvente.

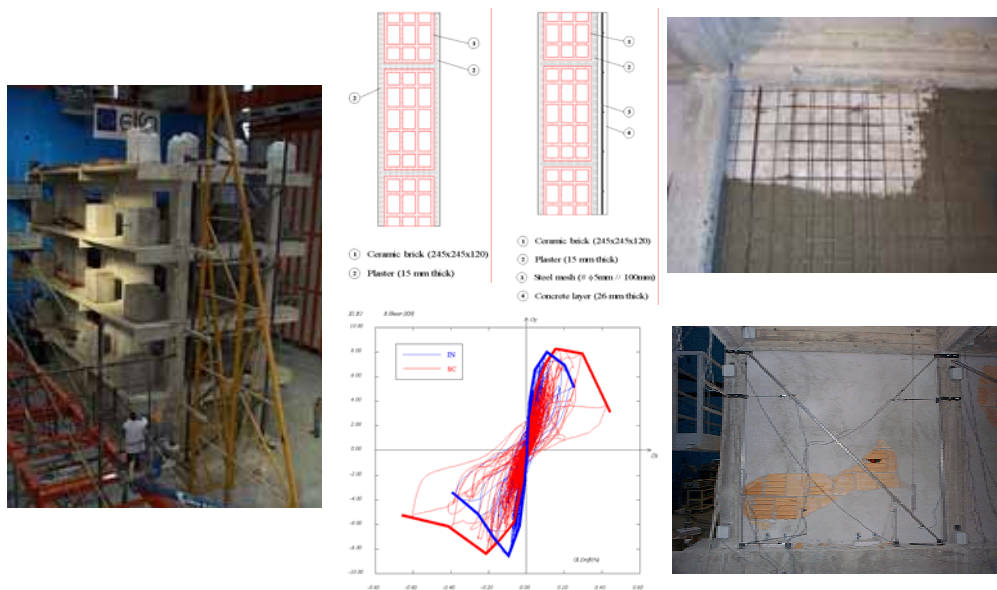


Fig. 17 - Pórtico com paredes de alvenaria: Vista geral; Esquema-tipo da parede de alvenaria original e reforçada; Curvas força de corte *versus* deslocamento ao nível do primeiro piso (IN e SC); Exemplo dos danos observados nas paredes de alvenaria durante os ensaios pseudo-dinâmicos

#### 4.5. Resultados dos ensaios sobre a estrutura reforçada com contraventamento metálico e dispositivo de dissipação de energia

Foi ainda testada uma técnica de reforço baseada na aplicação de um sistema dúctil, de contraventamento em aço, excêntrico, onde é associado um elemento vertical, capaz de dissipar energia por deformação em corte (ver Fig. 18). Este tipo de reforço não tende a agravar os esforços transmitidos às fundações, e aumenta substancialmente a ductilidade global e a capacidade de deformação da estrutura. O estudo experimental limitou-se à imposição de deslocamentos cíclicos e alternados ao nível de segundo piso da estrutura. O sistema de reforço foi instalado no vão central, tendo sido construídos painéis de alvenaria sem aberturas nos vãos exteriores, como se ilustra na Fig. 18. O sistema de reforço foi idealizado e dimensionado para uma eventual situação real de substituição de um painel existente de alvenaria. Assim, o sistema de reforço foi dimensionado para valores de resistência e rigidez semelhantes aos do painel de alvenaria original [3].

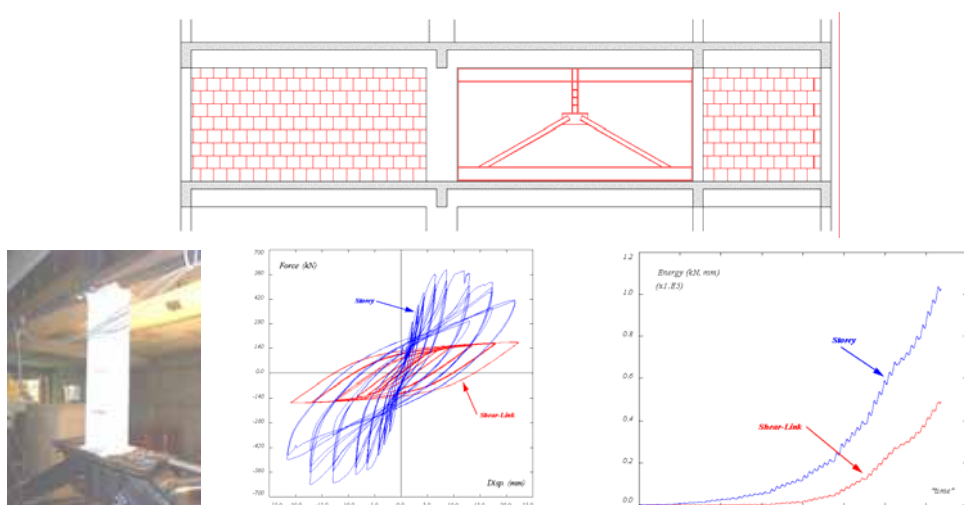


Fig. 18 - Reforço com contraventamento metálico: Esquema geral; Pormenor do dissipador de energia; Curvas força de corte *versus* deslocamento de piso; Evolução da energia dissipada (total e local ao nível do dissipador de energia)

Nos ensaios observou-se um aumento progressivo da energia dissipada ao nível do dispositivo (*shear-link*). De facto, no final do ensaio cerca de 50% da energia dissipada total, foi dissipada ao nível do *shear-link*. No gráfico força *versus* deslocamento de piso estão representadas duas curvas, uma referente à força de corte total de piso e outra referente à força de corte medida no *shear-link*. É de salientar que os ensaios demonstraram, claramente, que o sistema de ancoragem adoptado para ligar o sistema de contraventamento à estrutura existente em betão armado foi eficiente e capaz de transmitir as forças ao pórtico envolvente, sem se verificar qualquer dano local.

#### 4.6. Reparação com recurso a mantas de fibras de carbono

Os últimos ensaios realizados sobre os pórticos preenchidos com painéis alvenaria provocaram danos graves nos pilares exteriores (rotura por corte na zona de ligação entre o topo do pilar e o nó viga-pilar, em vários pontos da estrutura), onde se observou, para alguns pilares, um deslocamento lateral residual de 50 mm (aproximadamente 25% da dimensão do pilar na direcção desse deslocamento - ver exemplo na Fig. 19). Para além dos pilares exteriores, o pilar forte na base de um dos pórticos sofreu danos importantes, tendo evidenciado fendas de corte ao nível das suas extremidades. Estes danos locais não permitiriam realizar os ensaios finais de avaliação da capacidade última de deformação dos pórticos. Assim, procedeu-se à sua reparação utilizando mantas de fibras de carbono e resinas epoxy, segundo os esquemas representados na Fig. 19 [33].

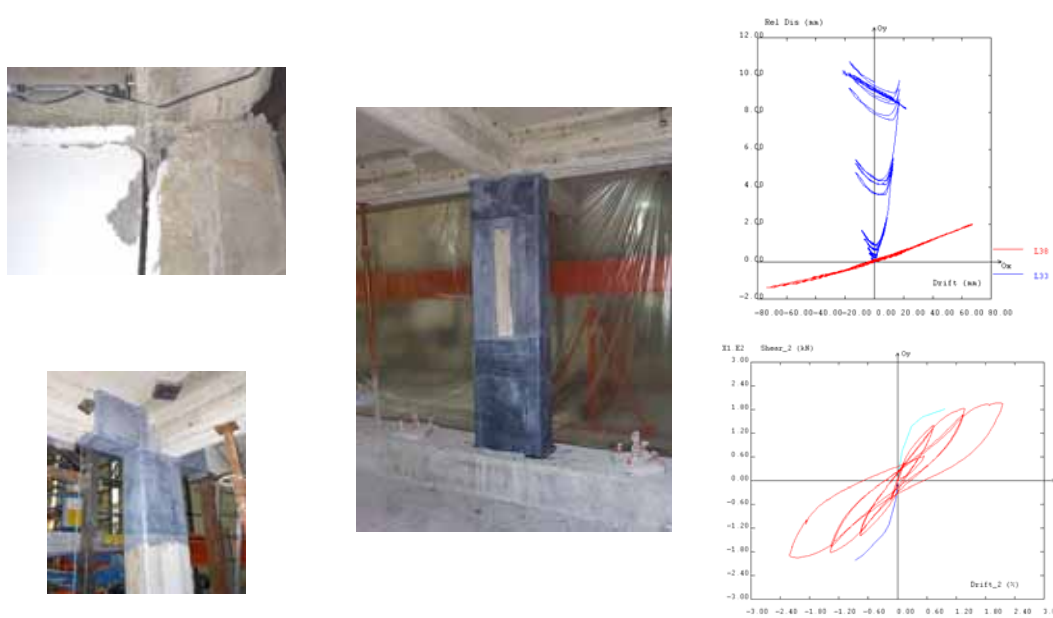


Fig. 19 - Colapso dos pilares exteriores (ligação pilar/nó); Pilar exterior reparado no topo; Pilar forte reparado ao nível do primeiro piso; Deslocamento lateral do topo do pilar exterior em relação ao nó viga-pilar; Resposta global ao nível do primeiro piso em termos de força de corte *versus* deslocamento de piso

Na reparação das zonas danificadas, as fissuras foram preenchidas com resina *epoxy* injectada. As mantas de fibras de carbono unidireccionais foram aplicadas em uma só camada para a reparação das ligações pilar/nó e para a reparação das fendas de corte do pilar forte ao nível do primeiro piso, como se ilustra na Fig. 19. A reparação efectuada provou ser eficiente, uma vez que os elementos reparados foram capazes de resistir aos ensaios cíclicos finais, com imposição de deslocamentos significativos, sem a estrutura perder a sua capacidade portante para as cargas verticais.

Da análise dos resultados representados nos gráficos da Fig. 19, pode observar-se que durante os ensaios pseudo-dinâmicos os pilares exteriores atingiram a rotura, com instalação de importantes deslocamentos laterais não recuperáveis (curva a azul). Após reparação, o mesmo pilar recuperou o comportamento elástico inicial (curva a vermelho), mantendo-o mesmo para níveis de deformação quatro vezes superiores às impostas nos ensaios pseudo-dinâmicos anteriores, sem instalação de qualquer deslocamento residual.

## 5. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

Foram realizados vários ensaios sísmicos, pseudo-dinâmicos, em dois modelos de pórticos de betão armado com 4 pisos, representativos de estruturas existentes, projectadas sem características sismo-resistentes específicas (prática corrente de projecto e construção até finais dos anos 70). A campanha de ensaios teve como objectivos avaliar: 1) a vulnerabilidade de pórticos simples; 2) a eficiência de soluções e técnicas de reforço selectivo; 3) o desempenho sísmico de pórticos com painéis de alvenaria; e 4) os benefícios no comportamento estrutural global do reforço dos painéis de alvenaria.

Em linhas gerais, os resultados principais desta vasta campanha de ensaios, realizada no laboratório ELSA, a sua análise e comparação foi desenvolvida neste artigo, sendo no entanto importante realçar alguns aspectos, nomeadamente:

- a vulnerabilidade do pórtico original sem alvenaria (BF) foi confirmada, pelo facto da estrutura atingir o colapso ao nível do terceiro piso (2.4% *drift*) para uma acção sísmica com intensidade ligeiramente superior que a nominal (1.3 vezes em termos de aceleração de pico, correspondendo a um sismo com 975 anos de período de retorno). Note-se que o ensaio com o sismo com período de retorno correspondente a 975 anos, este foi interrompido aos 7.5 segundos, para evitar o colapso total da estrutura;
- o reforço sísmico deve ser entendido como uma operação que confere melhores características sismo-resistentes às estruturas, podendo traduzir-se numa melhoria substancial da: capacidade de deformação inelástica (ductilidade), e/ou resistência, e/ou rigidez, e/ou capacidade de dissipação de energia, e/ou garantia de formação de mecanismos estáveis de deformação. A estrutura reforçada teve um desempenho sísmico satisfatório, suportando um sismo com aceleração de pico 1.8 vezes superior que o sismo nominal (com 475 anos de período de retorno), mantendo as suas funções fundamentais com danos ligeiros e reparáveis. A irregularidade estrutural verificada nos ensaios de avaliação da estrutura original foi corrigida e a ductilidade do pilar forte foi substancialmente melhorada;
- a inclusão de painéis de alvenaria alterou radicalmente o comportamento da estrutura. Se na estrutura existir uma distribuição uniforme de paredes de enchimento em altura, estas paredes podem proteger a estrutura, podendo mesmo "ocultar" irregularidades estruturais, como a observada na estrutura estudada sem painéis de alvenaria. No entanto, uma vez atingida a resistência máxima destas paredes, podem surgir abruptamente mecanismos de rotura de piso, dependendo evidentemente da resistência relativa entre as paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado;
- o reforço das paredes de alvenaria com betão projectado não alterou significativamente as características estruturais do pórtico (resistência, rigidez), melhorando a capacidade de dissipação de energia. Em certos casos tal reforço pode desencadear danos estruturais localizados graves, tais como a rotura por corte ao nível do topo dos pilares exteriores. Assim, a aplicação de tal reforço só deve ser tida em consideração se for garantida uma transferência adequada dos esforços desenvolvidos no painel de alvenaria para as vigas adjacentes.

Informação mais detalhada sobre a preparação destes ensaios, apresentação dos seus resultados e análise, bem como de outros ensaios relacionados com esta campanha experimental pode ser encontrada nas seguintes publicações: [3, 9, 25, 26, 33, 34].

Os ensaios realizados comprovaram que a elevada vulnerabilidade dos edifícios de betão armado, dimensionados e construídos sem características sismo-resistentes, que constituem uma parte importante dos edifícios existentes por todo o mundo, são uma elevada fonte de risco para as populações e economias. Foi ainda comprovado experimentalmente que soluções de reforço adequadamente seleccionadas, dimensionadas e executadas podem reduzir consideravelmente este risco para níveis aceitáveis, compatíveis com os valores patentes na actual regulamentação de dimensionamento e avaliação da segurança estrutural, e seguidos na prática do projecto de estruturas novas.

## 6. AGRADECIMENTOS

A componente experimental deste trabalho foi desenvolvida no âmbito do projecto ICONS TMR-Network (financiado pela Comissão Europeia - Contracto N. FMRX-CT96-0022). Os ensaios foram realizados no laboratório ELSA e financiados pela CE, no âmbito de 'TMR - Large-Scale Facilities' (contracto N. FMGE-CT95-0027). O autor agradece a contribuição das instituições Europeias e investigadores envolvidos neste projecto, pela sua importante contribuição para a realização dos ensaios.



## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Aschheim, M. - The Izmit (Kocaeli) earthquake of 17th August 1999: Preliminary observations - EERI Reconnaissance Team - Mid-America Earthquake Center - University of Illinois at Urbana-Champaign, 2001.
- [2] Bertero, V.V. (1982) - State-of-the-art in seismic resistant construction of structures - 3rd International Earthquake Microzonation Conference, University of Washington, Seattle, Washington, Vol. II, pp. 767-805.
- [3] Bouwkamp, J.; Gomez, S.; Pinto, A.V.; Varum, H.; Molina, J. - "Cyclic tests on RC frame retrofitted with k-bracing and shear-link", Report EUR 20136 EN, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2001.
- [4] Calderón, E.V. - Some lessons from the March 14, 1979 earthquake in Mexico City - 7<sup>th</sup> WCEE, 1980, Istanbul, Turkey, Vol. 4, pp. 545-552.
- [5] Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Campos-Costa, A. - "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames", Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions, Report LNEC, Lisbon, 1999.
- [6] Carvalho, E.C.; Coelho, E.; Campos-Costa, A.; Sousa, M.L.; Candeias, P.; Carvalho, A.; Massena, B.; Castro, S. - Seismic risk mitigation in Portugal - Workshop on Mitigation of Seismic Risk: Support to Recently Affected European Countries, JRC, Belgirate, Italy, November 2000.
- [7] EASY - (<http://www.ipir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm>) - Earthquake engineering slide information system, 1997.
- [8] EC8 - *Design provisions for earthquake resistance of structures*. Part 1:4 Buildings in seismic regions - strengthening and repair, CEN, Brussels, 1994.
- [9] Elnashai, A.; Pinho, R. - "ICONS Topic 2 - PsD testing of RC frames - Proposal for selective repair/strengthening of specimen B", Report Imperial College of London, U.K., 1999.
- [10] EQE - (<http://www.eqe.com/revamp/izmitreport/index.html>). Report of the M7.4 Izmit earthquake, Turkey, 17<sup>th</sup> August 1999.
- [11] Ersoy, U. - "Seismic rehabilitation" - Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering: Repair & Strengthening of Existing Buildings - Istanbul, 1998.
- [12] Fardis, M.N. - "Seismic assessment and retrofit of RC structures" - Bisch, Ph.; Labbé, P.; Pecker, A. (eds.), 11<sup>th</sup> ECEE, Paris, France, Invited lecture, ISBN 90 5809 027 2, A.A. Balkema, Rotterdam, 6<sup>th</sup>-11<sup>th</sup> September 1998.
- [13] FEMA-274 - NHERP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings - Federal Emergency Management Agency, Applied Technology Council, Washington, DC, October 1997.
- [14] Foutch, D.A.; Hjelmstad, K.D.; Calderón, E.V. - Seismic retrofit of a RC building: A case study - 9<sup>th</sup> WCEE, Tokyo-Kyoto, Japan, Vol. 7, pp. 451-456, 1988.
- [15] Jara, J.M.; Ayala, A.G.; Miranda, E. - Seismic behaviour of structures with energy dissipating systems in Mexico - 12<sup>th</sup> WCEE, Auckland, New Zealand, January 2000.
- [16] KOERI - *Izmit earthquake (Turkey)* - Kandilli Observatory & Earthquake Research Institute, Boğaziçi University, Istanbul - ([http://www.eas.slu.edu/Earthquake\\_Center/TURKEY/](http://www.eas.slu.edu/Earthquake_Center/TURKEY/)), 1999.
- [17] LNEC - Levantamento do parque habitacional de Portugal continental para o estudo da sua vulnerabilidade sísmica com base nos CENSOS-91 - Relatório 260/00 - C3ES, LNEC, Lisbon, October, 2000.
- [18] Martinez-Romero, E. - Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures - Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, pp. 581-626, 1993.
- [19] Meier, U. - Carbon fiber-reinforced polymers: Modern materials in bridge engineering - Structural Engineering International, IABSE, Vol. 1, pp. 7-12, 1992.
- [20] Moehle, J.P.; Mahin, S.A. - Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes - ACI publication SP-127, Earthquake-Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design - Ghosh, S.K. (ed.), 1991.
- [21] Okada, T.; Nakano, Y.; Kumazawa, F. - Experimental study of 1/10 scaled RC frames retrofitted with steel framed Y-shaped bracing system - International Symposium on Earthquake Disaster Prevention, Mexico City, pp. 200-209, 1992.
- [22] Paulay, T.; Priestley, M.J.N. - Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings - John Wiley & Sons, Inc., ISBN 0-471-54915-0, 1992.
- [23] Pinho, R. - "Selective retrofitting of RC structures in seismic areas", PhD Thesis, Imperial College, London, U.K., 2000.
- [24] Pinto, A.V. - "Introduction to the European research projects in support of Eurocode 8", Proceedings of the 11<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France, Rotterdam A.A. Balkema, 1998.

- [25] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E.; Pinho, R. - "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)", Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [26] Pinto, A.V.; Verzeletti, G.; Molina, J.; Varum, H.; Coelho, E. - "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (infilled frame and infill strengthened frame tests)", Report EUR, EC, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2002.
- [27] Rodrigues, H.; Varum, H.; Costa, A. - Numeric model to account for the influence of infill masonry in the RC Structures Behaviour - Congreso Métodos Numéricos en Ingeniería, Granada, Espanha, 2005.
- [28] RSA - Regulamento de segurança e acções para estruturas de edificios e pontes - Decreto-Lei N.º 235/83, Imprensa Nacional, Casa da Moeda, Lisbon, Portugal, 1983.
- [29] Saatcioglu, M.; Gardner, N.J.; Ghobarah, A. - The Kocaeli earthquake of August 17, 1999 in Turkey (<http://www.genie.uottawa.ca/profs/murat/KocaeliEQ.html>), 1999.
- [30] Silva-Araya, W.F.; Rincón, O.T.; O'Neill, L.P. (eds.) - Repair and rehabilitation of reinforced concrete structures: The state-of-the-art - International Seminar, Workshop and Exhibition, Maracaibo, Venezuela, April 28<sup>th</sup>-May 1<sup>st</sup> 1999, Published by ASCE.
- [31] Sugano, S. - "Seismic rehabilitation of existing concrete buildings in Japan" - 12<sup>th</sup> WCEE, Auckland, New Zealand, January 2000.
- [32] Triantafillou, T.C. - Strengthening of structures with advanced FRP's - Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 1, No. 2, pp. 126-134 - Construction Research Communications Limited, ISSN 1365-0556, 1998.
- [33] Varum, H. - Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings, Tese de doutoramento, Universidade de Aveiro, 2003, 550 pp.
- [34] Varum, H.; Costa, A.G.; Pinto, A.V. - Reforço sísmico do património edificado em betão armado - 2º Seminário "A Intervenção no Património. Práticas de Conservação e Reabilitação", Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 12 a 14 de Outubro de 2005.